ESCAVAÇÃO ESCORADA EM SOLO MOLE INCORPORANDO LAJE DE FUNDO EM JET GROUTING: ANÁLISE CONSIDERANDO OS EFEITOS DA CONSOLIDAÇÃO

Braced excavation in soft soil incorporating bottom jet grout slab: Analysis considering the consolidation effects

Ricardo Gomes Pinto*
José Leitão Borges**

RESUMO – Utilizando um programa baseado no método dos elementos finitos, analisa-se uma escavação multi-escorada em solo mole, reforçada no fundo com laje de *jet grouting*. O programa incorpora a teoria multidimensional de consolidação de Biot (formulação acoplada das equações de equilíbrio e de escoamento) com relações constitutivas simuladas pelo modelo de estados críticos *p-q-θ*. Avalia-se, em particular, da importância da instalação da laje de *jet grouting*, funcionando como escoramento abaixo da base da escavação, por forma a evitar a rotura do fundo daquela. É dada especial atenção à análise, durante e após o período construtivo, das pressões de água, dos excessos de pressão neutra, das tensões de corte, dos níveis de tensão e dos deslocamentos no maciço, bem como dos esforços axiais nas escoras, dos deslocamentos, momentos flectores e pressões na parede e dos esforços axiais e momentos flectores na laje de *jet grouting*.

ABSTRACT – Using a numerical model based on the finite element method, a bottom-*jet-grout*-slab-reinforced braced excavation in soft soil is analysed. The numerical model incorporates the Biot consolidation theory (coupled formulation of the flow and equilibrium equations) with constitutive relations simulated by the *p-q-θ* critical state model. The importance of the *jet-grout* slab construction in order to increase stability against bottom heave failure is particularly assessed. Special emphasis is given to the analysis, during and after the construction period, of the pore pressures, shear stresses, stress levels and displacements in the ground, as well as strut compression forces, wall displacements and bending moments, pressures on the wall and *jet-grout* slab compression forces and bending moments.

PALAVRAS CHAVE – Escavação escorada, solo mole, laje de fundo, *jet grouting,* consolidação.

1 – PREÂMBULO

Teoricamente, quando se executa uma escavação escorada num maciço argiloso mole em que a parede de contenção não é prolongada abaixo da base da escavação, ocorre rotura do fundo se a tensão total vertical ao nível da base, antes da escavação, ultrapassa o valor da capacidade de carga do solo subjacente.

Face a esta eventualidade, surgem usualmente dois cenários alternativos possíveis para evitar a rotura do fundo da escavação. O primeiro corresponde à execução do prolongamento da cortina abaixo da base da escavação, geralmente até um estrato inferior mais resistente (estrato rígido).

* Mestre em Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto
** Doutor em Engenharia Civil, Professor da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto

Esta situação só é possível, em termos práticos, quando o estrato rígido não se encontra a grande profundidade. Neste caso, simplificadamente, as pressões de terras sobre a cortina, do lado suportado e abaixo do nível da base de escavação, obtêm reacção, inferiormente, no estrato rígido, e, superiormente, no último nível de escoramento.

No entanto, quando o estrato rígido se encontra a grande profundidade, pode não ser viável (nem económica) a solução referida. Nesta situação, pode prolongar se a parede um pouco abaixo do nível da base de escavação e executar, antes da escavação, uma laje de fundo (por exemplo em *jet grouting*) para apoio (escoramento) da parede nessa zona. Note se, no entanto, que esta solução não invalida a necessidade de, eventualmente, se executar fundações indirectas (por exemplo, estacas metálicas, como nas obras do Metro de Oslo; Eide *et al.,* 1972), prolongadas, por regra, até ao estrato rígido, para absorver as acções verticais da construção que se transmitem à parede, para além, naturalmente, do peso próprio da mesma.

Usando um modelo numérico baseado no método dos elementos finitos (desenvolvido por Borges, 1995), é analisado neste artigo o comportamento de uma escavação multi escorada em solo mole, escorada na base por uma laje de *jet grouting*. É dada especial atenção à análise, durante e após o período construtivo, das pressões de água, dos excessos de pressão neutra, das tensões de corte, dos níveis de tensão e dos deslocamentos no maciço, bem como dos esforços axiais nas escoras, dos deslocamentos, momentos flectores e pressões na parede e dos esforços axiais e momentos flectores na laje de *jet grouting*.

No contexto do presente trabalho, as hipóteses teóricas fundamentais presentes no modelo numérico (Borges, 1995) são as seguintes: (i) simulação de estados planos de deformação e de escoamento; (ii) formulação acoplada das equações de equilíbrio (problema mecânico) e escoamento (problema hidráulico), tendo em conta as relações constitutivas do solo formuladas em termos de tensões efectivas (extensão da teoria de consolidação multidimensional de Biot) (Borges,1995; Borges e Cardoso, 2000; Lewis e Schrefler, 1987; Britto e Gunn, 1987); (iii) utilização do modelo de estados críticos p-q-θ, na simulação do comportamento constitutivo do solo (Borges, 1995; Borges e Cardoso, 1998; Lewis e Schrefler, 1987); (iv) utilização do modelo elástico linear (bidimensional) na simulação do comportamento constitutivo da parede de contenção (parede moldada) e da laje de *jet grouting*; (v) utilização do modelo elástico linear (unidimensional) na modelação do comportamento constitutivo das escoras.

Tendo presente, nas análises acopladas, o carácter incremental da integração no tempo das equações governativas (equações de equilíbrio e escoamento), utilizam-se no modelo técnicas incrementais. Assim, em cada cálculo (que corresponde à resolução do sistema de equações global que define o problema, cujas incógnitas são os deslocamentos e os excessos de pressão neutra nos pontos nodais), está implícito um determinado intervalo de tempo (incremento de tempo) durante o qual se pode aplicar, ou não, uma determinada acção exterior (incremento de carga).

2 – DESCRIÇÃO DO PROBLEMA

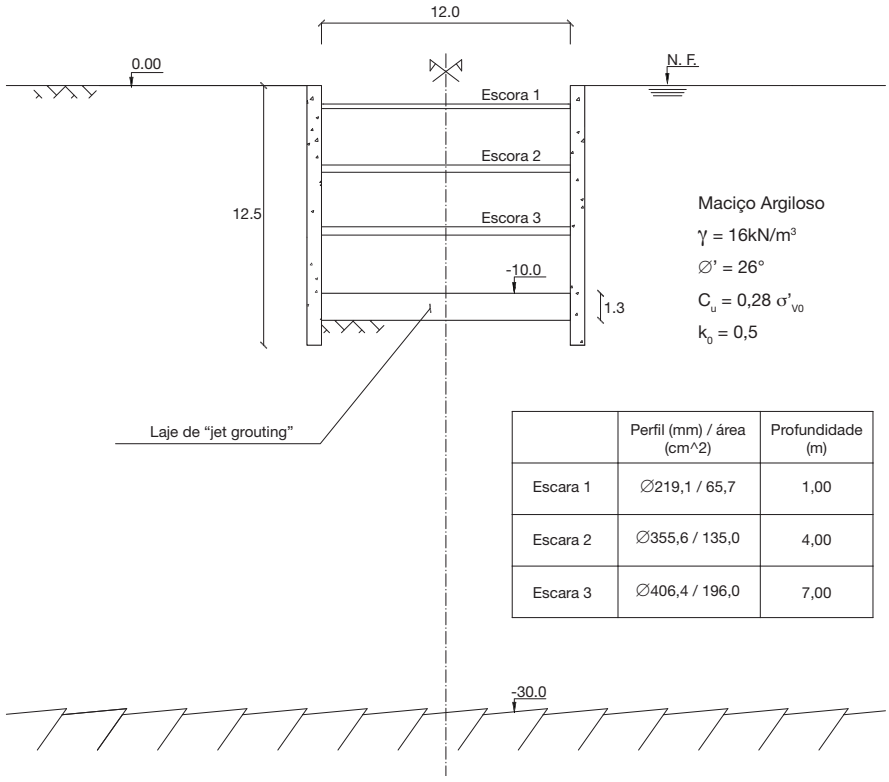
O problema diz respeito a uma escavação com 12,0 m de largura e 10,0 m de profundidade, estando contida perifericamente por paredes moldadas de betão armado de 0,7 m de espessura, tal como ilustrado na Figura 1 (Pinto, 2008). Considera se que a escavação é executada num tempo total de 25 dias, a ritmo constante. O comprimento da parede abaixo da base de escavação é de 2,5 m, o que corresponde a um comprimento total da mesma na vertical de 12,5 m. Durante a fase de escavação consideram se 3 níveis de escoramento (perfis metálicos), situados a 1,0 m, 4,0 m e 7,0 m de profundidade, respectivamente. Por forma a evitar a rotura do fundo da escavação, considera se a execução, antes da escavação, de uma laje de *jet grouting* com 1,3 m de altura (executada através de colunas secantes) abaixo do nível da base da escavação, funcionando como escoramento da parede nessa zona.

Interessa referir, no entanto, que, por razões hidráulicas, se considera que, no final da escavação, se executam "furos de alívio" na laje de *jet grouting* (ver Figura 2), de modo a que não existam sobrepressões de água a longo prazo sob a face inferior da mesma.

Dado que foi considerado que o desenvolvimento longitudinal da escavação é significativamente superior ao transversal, admitiu-se uma análise em termos de estado plano de deformação.

A escavação ocorre num maciço composto por um estrato de argila mole com 30 m de possança, sobrejacente ao "firme" que se considerou indeformável. O nível freático coincide com a cota superficial do estrato de argila.

As escoras são constituídas por perfis metálicos do tipo tubular de secção circular, de aço Fe360, dispostas ao longo de 3 níveis de escoramento afastados verticalmente 3,0 m entre si e com afastamento longitudinal de 2,5 m. Os diâmetros e espessuras das escoras utilizadas são os seguintes (Figura 1): 1º nível – diâmetro 219,1 mm, espessura 10 mm; 2º nível – diâmetro 355,6 mm, espessura 12,5 mm; 3º nível – diâmetro 406,4 mm, espessura 16 mm. Na Figura 1 são igualmente indicados os valores da área da secção transversal destes perfis.



	Perfil (mm) / área (cm^2)	Profundidade (m)
Escara 1	∅219,1 / 65,7	1,00
Escara 2	∅355,6 / 135,0	4,00
Escara 3	∅406,4 / 196,0	7,00

Fig. 1 – Características da escavação.

A Figura 3 mostra a malha de elementos finitos usada na discretização do meio, a qual é constituída, no total, por 2690 elementos. Foram utilizados os seguintes tipos de elementos: i) elementos triangulares "acoplados" de 6 nós (incógnitas deslocamentos e excessos de pressão neutra) no solo argiloso; ii) elementos triangulares "não acoplados" de 6 nós (incógnitas deslocamentos) na parede moldada e na laje de *jet grouting*; iii) elementos barra de 3 nós nas escoras; iv) elementos de junta de 6 nós nas interfaces parede-solo, parede-laje de *jet grouting* e solo laje de *jet grouting* (interface inferior).

A disposição da malha privilegiou um maior refinamento das zonas onde se previam gradientes de tensões e hidráulicos mais elevados.

Relativamente às condições de fronteira, os deslocamentos, tanto verticais como horizontais, encontram-se impedidos na fronteira inferior, estando também impedidos os deslocamentos horizontais nas fronteiras lateral esquerda (por razões de simetria) e direita (análises levadas a cabo por Costa, 2005, comprovaram que para distâncias horizontais superiores a seis vezes a profundidade de escavação, a perturbação do estado de tensão deixa de ter significado, tendo-se adoptado esse critério para a truncagem do meio).

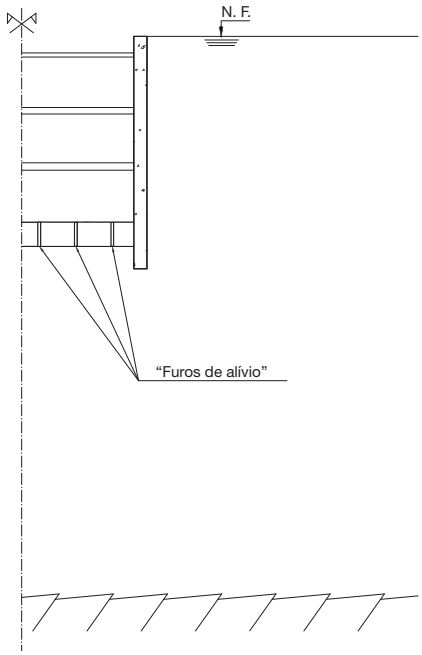


Fig. 2 – Condições hidráulicas no final da consolidação.

Quanto às condições de fronteira dos excessos de pressão neutra, admitiu-se valores nulos na superfície do terreno, correspondente à posição do nível freático. Considerou-se para o solo mole um comportamento hidráulico isotrópico, com um valor do coeficiente de permeabilidade *(k)* igual a 10^{-9} m/s. Tanto a parede moldada como o estrato firme foram considerados impermeáveis. Após a escavação, devido à consideração dos "furos de alívio" na laje de *jet grouting*, impôs-se, como condição de fronteira hidráulica, nos pontos da superfície inferior da laje, a pressão de 13 kPa, supondo pois que a pressão é nula nas extremidades superiores dos "furos de alívio", ou seja, na face superior da laje.

No lado suportado do maciço considerou-se que, durante a construção e no período pós construção, o nível freático se mantém constante, enquanto que do lado da escavação o nível freático se encontra ao nível da base da mesma (Figura 2).

Uma última condição tem a ver com a consideração da impermeabilidade das fronteiras laterais, devido ao facto de, por um lado, a fronteira lateral esquerda coincidir com o plano de simetria do problema e, por outro lado, a fronteira lateral direita corresponder à truncagem do meio.

Na simulação do comportamento constitutivo da argila foi utilizado o modelo de estados críticos p-q-θ, cujos parâmetros são apresentados no Quadro 1. Os valores adoptados correspondem

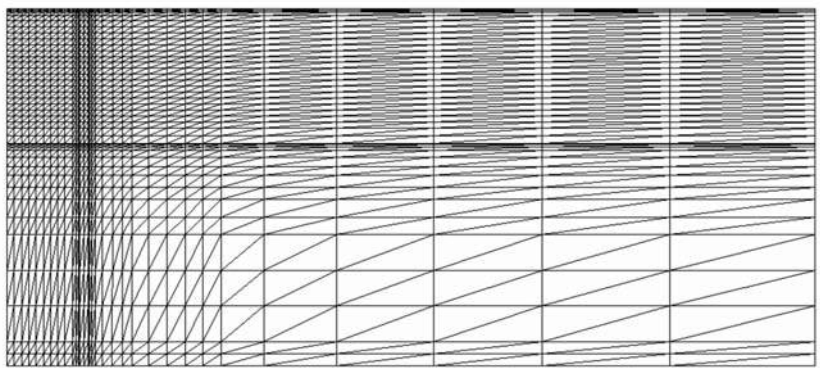


Fig. 3 – Malha de elementos finitos utilizada no estudo.

aos utilizados por Finno *et al.* (1991) na análise da escavação HDR 4 realizada nos solos argilosos moles de Chicago (e também utilizados por Costa, 2005), e conduziram ao valor da resistência não drenada apresentada na Figura 1.

Quadro 1 – Parâmetros do modelo *p-q-θ.*

	λ	κ	N	Γ	ν'	ϕ'(º)
ARGILA	0,18	0,025	3,158	3,05	0,25	26

λ – declive da linha de compressão isotrópica em 1ª carga;
κ – declive das linhas de descompressão-recompressão isotrópica;
N – volume específico de solo sujeito a uma compressão isotrópica de 1 kPa;
Γ – volume específico do solo em estado crítico sujeito a uma tensão média efectiva de 1 kPa;
ν' – coeficiente de Poisson definido em tensões efectivas;
ϕ' – ângulo de atrito definido em tensões efectivas.

O estado de tensão inicial foi considerado como geostático, considerando se o peso volúmico de 16 kN/m^3 para a formação argilosa mole. Relativamente ao coeficiente de impulso em repouso, K_0, tomou-se o valor de 0,5 para a mesma formação. Considerou-se um grau de sobreconsolidação, OCR, igual a 1,0.

O betão constituinte das paredes moldadas foi considerado como tendo um comportamento elástico, linear e isotrópico, com módulo de elasticidade e coeficiente de Poisson de 18 GPa e 0,2, respectivamente.

O comportamento das escoras metálicas também foi admitido como elástico, linear e isotrópico, tendo o aço o módulo de elasticidade de 206 GPa. Dada a diferença constatada na observação de diversas obras entre a rigidez teórica e efectiva das escoras, tomou-se como rigidez efectiva metade da rigidez teórica, tal como sugerido por O'Rourke (1992).

O modelo elástico linear isotrópico foi igualmente adoptado na simulação da laje de *jet grouting,* com módulo de elasticidade de 150 MPa e coeficiente de Poisson de 0,2.

Relativamente ao comportamento das interfaces solo-parede, tendo em conta os resultados experimentais relativos a ensaios de corte entre solo argiloso e parede moldada apresentados por Matos Fernandes (1983), considerou-se que a interface seria regida por um modelo elástico perfeitamente plástico, em que a resistência ao corte seria igual à resistência não drenada inicial do solo ao mesmo nível, sendo mobilizada para um deslocamento tangencial relativo de 1,0 mm. Para a rigidez normal tomou-se um valor elevado de modo a não permitir o deslocamento normal relativo da junta.

Relativamente às interfaces solo-*jet grouting* e parede-*jet grouting*, adoptou-se um critério idêntico ao das interfaces solo-parede. Importa referir que, face ao processo construtivo das colunas de *jet grouting* (posterior à execução da parede, mas anterior à escavação), não existe ligação (continuidade) entre a parede e a laje, pressupondo-se a existência de uma fina camada de solo entre elas, que justifica a consideração do critério atrás referido para as respectivas interfaces.

3 – ANÁLISE DOS RESULTADOS

3.1 – Período de construção

Na Figura 4 apresentam se resultados relativos aos excessos de pressões neutras em diferentes fases da escavação, os quais permitem tecer as seguintes considerações (de acordo com o definido no programa de elementos finitos, o excesso de pressão neutra num ponto é a diferença entre a pressão instalada e a pressão inicial nesse ponto):

a) em todas as fases de escavação geram-se excessos de pressão neutra negativos, os quais crescem à medida que a profundidade de escavação aumenta; tal facto justifica-se com a diminuição da pressão média total associada ao processo de escavação;

b) tal como se esperaria, os valores absolutos mais elevados dos excessos de pressão neutra ocorrem na zona do maciço subjacente à escavação, já que é nesta zona que se verifica uma maior diminuição da tensão média total;

c) os incrementos negativos das pressões neutras apresentam-se mais elevados na zona do eixo de simetria (junto à superfície correspondente à base da escavação), diminuindo de forma gradual em profundidade;

d) verifica-se que no lado suportado do maciço, existe igualmente uma tendência de geração de excessos de pressão neutra negativos, embora com valores menores que os correspondentes ao lado escavado; tal facto explica-se não só pela menor diminuição da tensão média total no lado suportado (devido à inexistência de escavação nesta zona), como também pela presença da cortina e principalmente da laje de fundo, que contribui decisivamente para evitar uma descompressão do maciço da mesma ordem de grandeza da verificada no solo sob a escavação, e um consequente abaixamento das tensões;

e) no lado suportado, os valores dos excessos de pressão neutra negativos aumentam em profundidade, visto que ocorre igualmente descompressão do maciço associada à escavação, para profundidades superiores à da extremidade inferior da cortina.

Complementarmente à Figura 4, permitindo uma visualização diferente dos resultados, mostra se na Figura 5 os valores das pressões neutras (soma dos valores iniciais, antes da escavação, com os valores dos excessos de pressão neutra), que corroboram, naturalmente, as considerações feitas sobre os resultados da Figura 4.

Apresentam se, na Figura 6, resultados das tensões de corte nos planos horizontais e verticais (τ_{xy}) em diferentes fases da escavação. Em relação a estes resultados, importa registar os comentários seguintes:

a) no maciço subjacente à escavação nomeadamente nas zonas junto à cortina, são mobilizados valores elevados das tensões de corte, os quais têm maior significado à medida que a escavação progride;

b) no maciço do lado suportado verificam-se fortes acréscimos das tensões de corte, sendo estas mais significativas abaixo da cota de escavação do que na zona escorada; com o aumento da distância à cortina, as tensões de corte vão-se desvanecendo, tendendo para o estado de tensão inicial, no qual estas tensões são nulas.

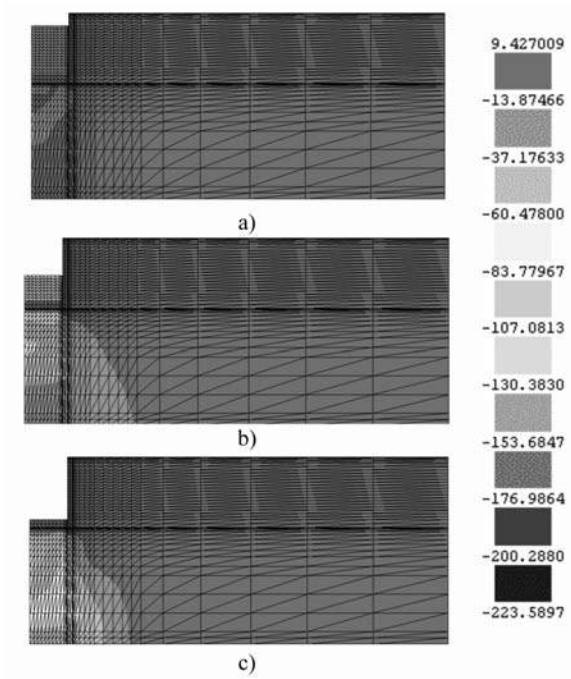


Fig. 4 – Excessos de pressão neutra no decurso da escavação: a) aos 2m de escavação; b) aos 6m de escavação; c) aos 10m de escavação.

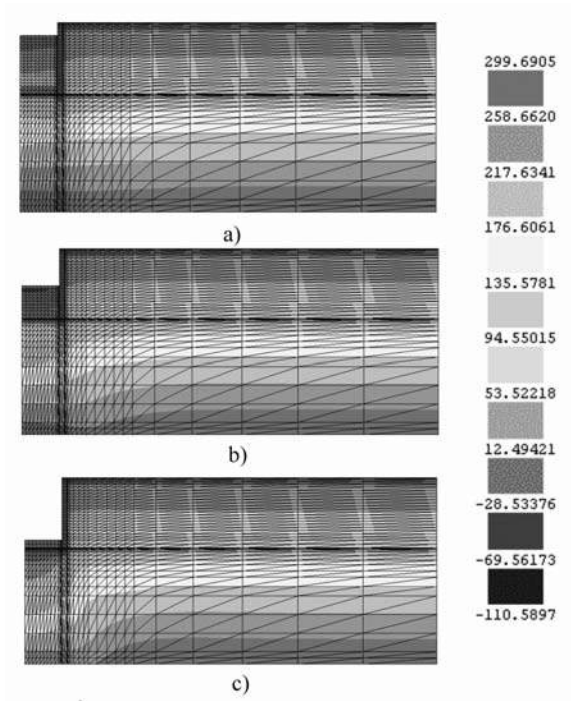


Fig. 5 – Pressões neutras no decurso da escavação: a) aos 2m de escavação; b) aos 6m de escavação; c) aos 10m de escavação.

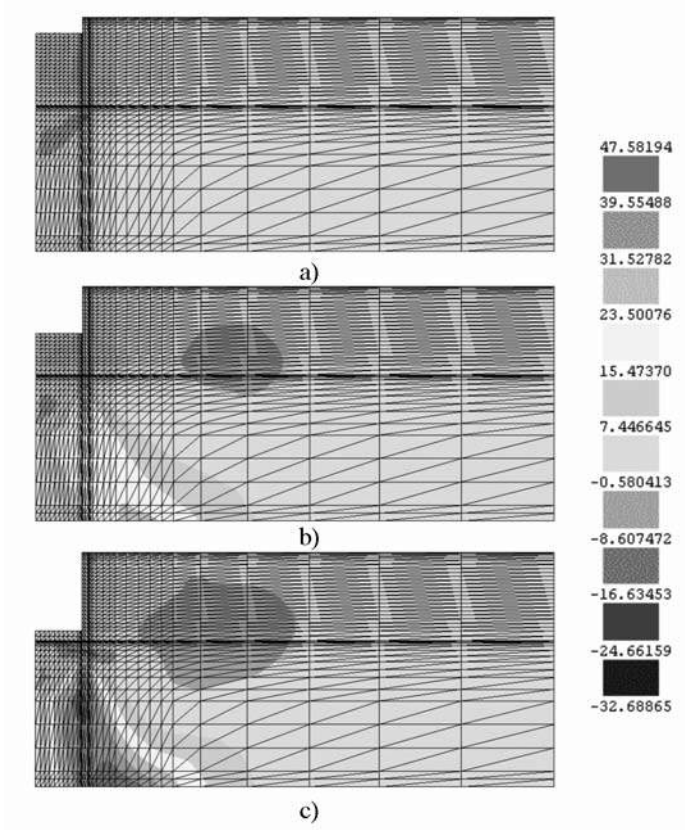


Fig. 6 – Tensões de corte (τ_{xy}) no decurso da escavação: a) aos 2m de escavação; b) aos 6m de escavação; c) aos 10m de escavação.

Os resultados dos níveis de tensão mobilizados em diferentes fases do período construtivo encontram-se representados na Figura 7. O nível de tensão *(SL, stress level)* descreve a proximidade do estado de tensão relativamente ao estado crítico e é definido por:

$$SL = \frac{q}{p.M} \tag{1}$$

em que p é a tensão média efectiva, q a tensão de desvio e M a inclinação da linha de estados críticos no referencial p-q. Em solos normalmente consolidados, o nível de tensão varia entre 0 e 1, sendo 1 o valor do estado crítico. Em solos sobreconsolidados, *SL* pode apresentar valores superiores a 1, correspondentes a estados de tensão na vizinhança da resistência de pico. Pela expressão 1, verifica se pois que o nível de tensão aumenta quando a tensão de desvio *(q)* aumenta e/ou a tensão média *(p)* diminui.

Os resultados de *SL* apresentados na Figura 7 mostram que o nível de tensão aumenta mais em zonas mais próximas da escavação e no decurso da mesma, apresentando valores próximos da unidade, no final da escavação, junto à cortina (tanto do lado escavado como do lado suportado) e abaixo do nível da base daquela. Verifica-se, em particular, o papel importante desempenhado pela laje de *jet grouting* na garantia da estabilidade do fundo da escavação, face ao nível de tensão do solo muito próximo do crítico nas intermediações da mesma; é notória a redução, em termos relativos, dos valores do nível de tensão nas camadas de solo sob a laje na sua proximidade, quando comparado com as que se encontram a maiores profundidades, abaixo do pé da cortina.

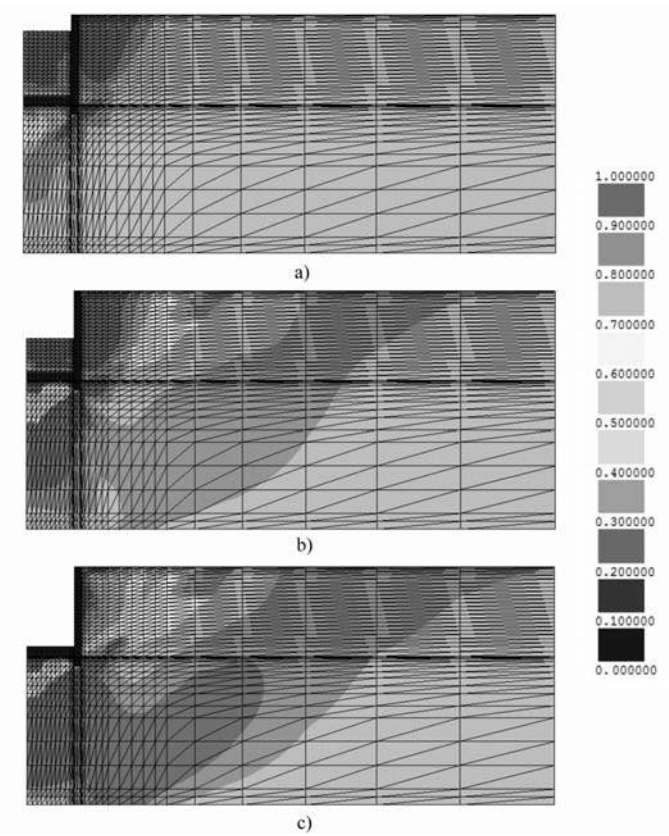


Fig. 7 – Níveis de tensão no decurso da escavação: a) aos 2m de escavação; b) aos 6m de escavação; c) aos 10m de escavação.

Na Figura 8 são apresentados os deslocamentos laterais da cortina, para diferentes profundidades de escavação.

Verifica-se que a curva para os 2 m de escavação apresenta uma tendência ligeiramente diferente das restantes, visto que a primeira escora é colocada à cota -1.0 m, e escavados 1.5 m de terras. De facto, nesta fase existe uma tendência visível de rotação da cortina em torno da base, devido ao efeito de contraventamento da laje de fundo. Tal ideia é comprovada pelo facto de o deslocamento máximo da cortina ser atingido no seu topo, aos 2 e 4 m de profundidade, com um valor de 3,78 cm, que corresponde a cerca de 0,38% da profundidade de escavação.

A colocação da escora 1 leva a que as curvas do deslocamento passem de uma forma aproximadamente linear (2 m) para uma forma não linear (4 a 10 m). Em consequência, à cota -2,5 m o deslocamento da cortina mantém-se praticamente inalterado a partir dos 4 m até ao final da escavação.

Importa referir que, ao contrário do que acontece em obras em que não existe laje de fundo, os deslocamentos horizontais da cortina, em todas as fases de escavação, têm o valor máximo na extremidade superior e diminuem em profundidade, apresentando valores bastante mais reduzidos do que naqueles casos.

As Figuras 9 e 10 ilustram os perfis de deslocamentos horizontais e verticais da superfície do maciço suportado, os quais assumem especial importância para a avaliação de eventuais danos em estruturas vizinhas.

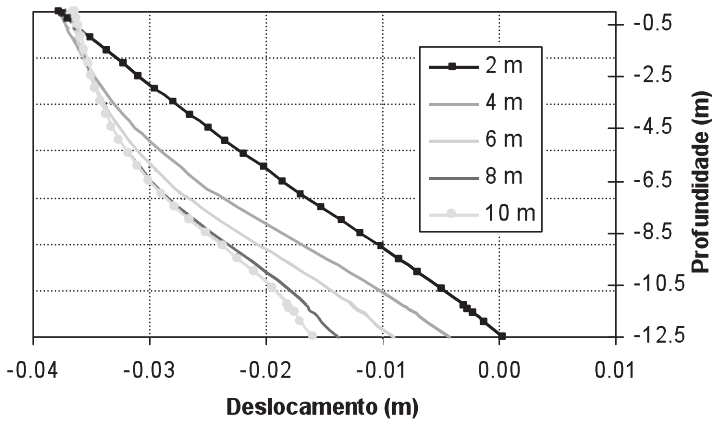


Fig. 8 – Deslocamentos laterais da cortina para diferentes profundidades de escavação.

Ambas as figuras permitem concluir que os deslocamentos aumentam à medida que a escavação progride e atingem os seus valores mais elevados, em cada uma das fases de escavação, na zona junto à cortina, sendo os máximos atingidos de 3,78 cm na horizontal e de 2,60 cm na vertical. Note-se que, como se viu anteriormente, a rigidez da interface solo cortina passa aproximadamente a zero logo que se atinja o valor do deslocamento relativo de 1 mm, o que justifica os resultados obtidos. Também por volta dos 20 m de distância à cortina se verifica um novo máximo local dos deslocamentos.

A Figura 11 mostra a evolução do levantamento do fundo (face superior da laje), ao longo das diferentes fases de escavação. Verifica-se que este aumenta com a escavação, e é sempre no eixo de simetria que os deslocamentos atingem maiores valores, sendo o máximo valor atingido de 11,28 cm aos 10 m de escavação, o qual é significativamente superior à grandeza dos assentamentos máximos na superfície do maciço suportado. Na proximidade da cortina, o movimento ascendente é menor, justificado pela mobilização das tensões tangenciais nas interfaces solo-cortina. No entanto, estas tensões não impedem também a existência de um levantamento significativo nessa zona (cerca de 9 cm), já que a resistência das interfaces é atingida, como se referiu, para deslocamentos relativos muito menores (1 mm).

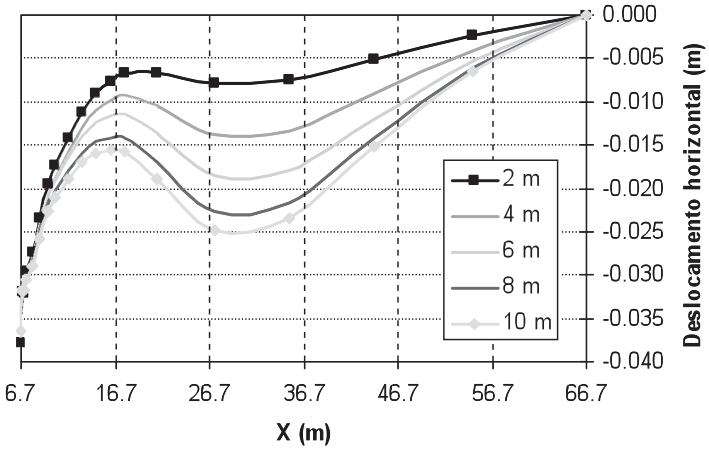


Fig. 9 – Deslocamentos horizontais da superfície do lado suportado para diferentes profundidades de escavação.

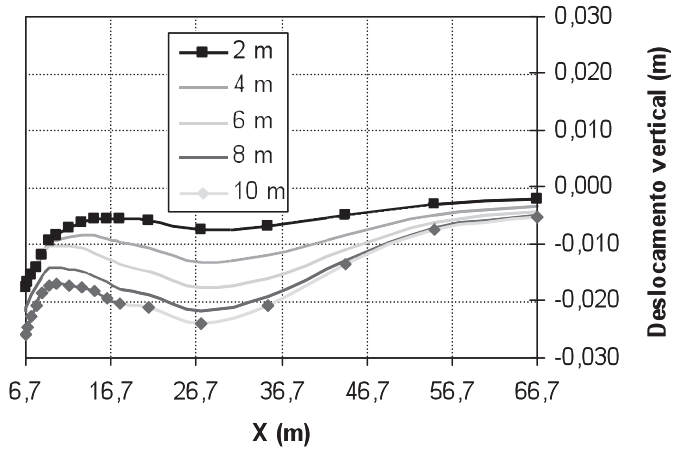


Fig. 10 – Deslocamentos verticais da superfície do lado suportado para diferentes profundidades de escavação.

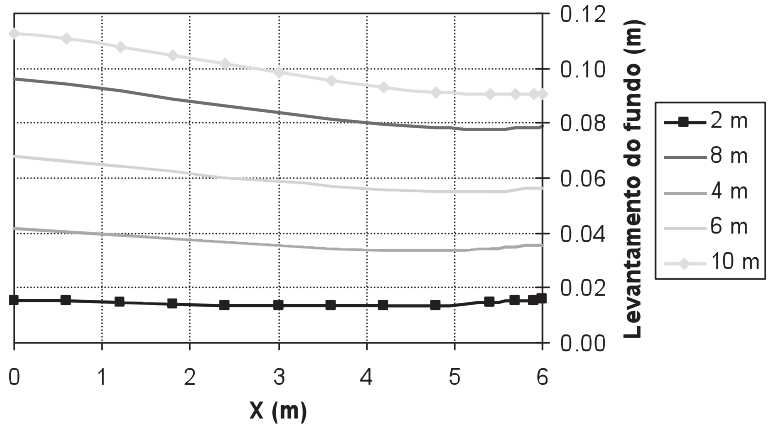


Fig. 11 – Levantamento do fundo da escavação para diferentes profundidades de escavação.

Os esforços nas escoras e a sua evolução no decurso da escavação encontram-se ilustrados na Figura 12. Como seria previsível, tanto a escora 1 como a escora 2, depois de colocadas, sofrem um incremento do esforço axial mobilizado até à colocação da escora seguinte (escora 2 e escora 3, respectivamente), as quais permitem, mediante um aumento da capacidade de resposta do escoramento às solicitações do maciço, o alívio dos esforços axiais nas escoras do nível antecedente.

A evolução dos momentos flectores da parede de contenção, à medida que a profundidade de escavação aumenta, pode ser observada na Figura 13.

Perto dos 10,0 m de profundidade (cota da face superior da laje de *jet grouting*) encontra-se a zona de momentos nulos em todas as fases da escavação, marcando a transição entre a zona inferior, na qual os momentos ao nível da laje aumentam à medida que a escavação progride (a laje tem pois um efeito de encastramento sobre a cortina), e a zona da escavação, na qual os momentos, após o aumento inicial, diminuem desde os 6 m escavados até ao final da escavação.

Verifica-se que depois de se ter colocado o primeiro nível de escoramento, a cortina é imediatamente sujeita a um forte incremento dos momentos (que provocam tracções na face da cortina voltada para a escavação) até à colocação do segundo nível de escoras (à cota 4,0 m). Sensivelmente após esta fase e

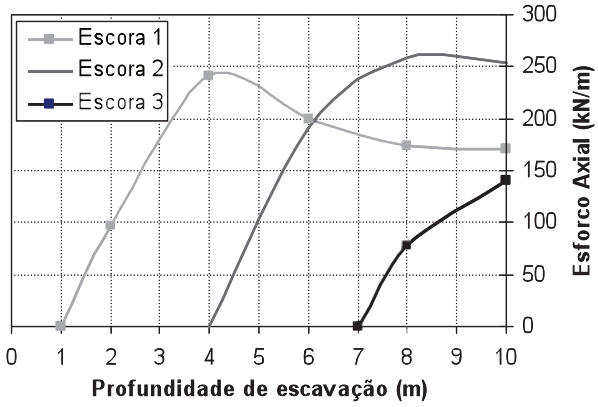


Fig. 12 – Evolução dos esforços de compressão no escoramento durante a escavação.

até ao fim da escavação, os momentos vão diminuindo, devido à substituição do solo (que, em grande parte, se encontra em estado crítico, como se pode ver na Figura 7) pelas escoras no lado escavado, cuja maior rigidez (e diminuindo o vão de flexão) confere menores esforços de flexão à cortina.

A evolução dos esforços de compressão na laje de fundo de *jet grouting*, com o avanço da escavação é ilustrada na Figura 14. Esta figura mostra que o esforço de compressão na laje aumenta com a escavação, como esperado, não variando significativamente ao longo da laje em cada fase. O diagrama dos momentos flectores na laje de fundo ao longo das diferentes fases de escavação, representado na Figura 15, reitera o facto de a laje se encontrar sujeita a esforços mais elevados, também de flexão, nas secções mais próximas da cortina.

Note-se ainda que, estando a laje de *jet grouting* sujeita a flexão composta, o valor das tensões máxima e mínima na secção transversal da laje podem ser obtidos pela expressão:

$$\sigma = \frac{N_{máx}}{B.H} \pm \frac{6.M_{máx}}{B.H^2} \tag{2}$$

em que B = 1 m e H = 1,3 m. Os valores de compressão obtidos para a secção mais esforçada são, neste caso, 857,14 kPa (na fibra superior) e 56,06 kPa (na fibra inferior). Estes valores são significativamente inferiores aos valores correntes da resistência à compressão do *jet grouting*. No entanto, em fase de projecto, poder-se-ia aumentar a altura da laje caso se pretendesse reduzir aquelas tensões.

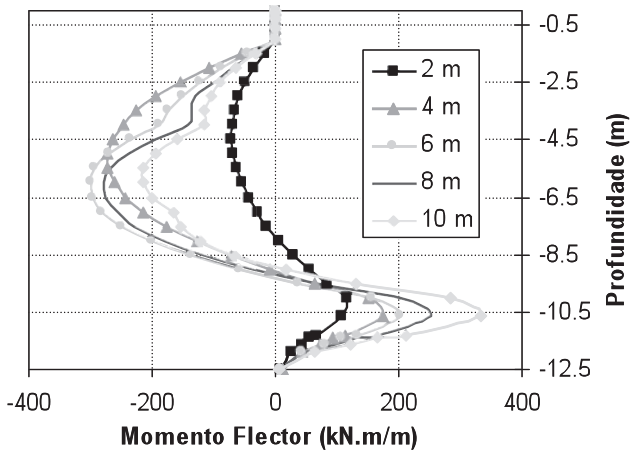


Fig. 13 – Diagrama de momentos flectores na parede de contenção para diferentes profundidades de escavação.

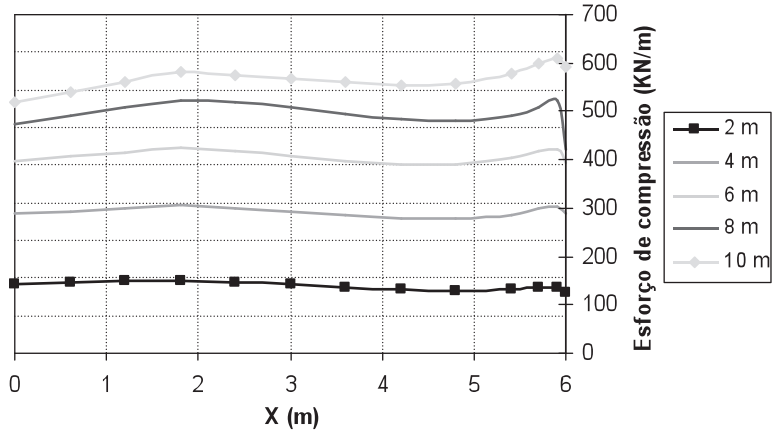


Fig. 14 – Diagramas de esforços de compressão na laje de fundo para diferentes profundidades de escavação.

Na Figura 16 encontra-se ilustrada a distribuição da tensão total horizontal ("pressão de terras") sobre as faces da cortina. As pressões negativas correspondem às exercidas na face voltada para o lado escavado, e as positivas na face do lado do maciço suportado.

Os fenómenos de redistribuição das tensões por efeito de arco tornam a análise das pressões exercidas sobre a cortina uma questão complexa, acrescentando-se a estes, no caso de solos argilosos saturados, variações quer das pressões neutras quer das tensões horizontais efectivas. Embora, como se sabe, a variação da tensão horizontal total sobre as faces da cortina dependa destas duas grandezas, neste ponto serão analisados apenas os resultados de acção global, isto é, da tensão total horizontal, já que é esta que interessa realmente para o dimensionamento da cortina.

A análise da figura permite assim concluir que, enquanto as pressões do lado suportado sofrem um aumento quase imperceptível com o progredir da escavação, no lado escavado verifica-se que estas diminuem à medida que a escavação avança, facto associado ao efeito de descompressão do maciço no lado escavado com a escavação e à transmissão das cargas horizontais, fundamentalmente, para as escoras. O aumento, mesmo que ligeiro, das pressões do lado suportado, sobretudo perceptível para profundidades superiores a 5 m, está directamente relacionado com a existência de "efeito de arco" provocado pelo facto de os deslocamentos laterais da parede serem maiores no seu topo e diminuirem em profundidade, como mostrado anteriormente na Figura 8.

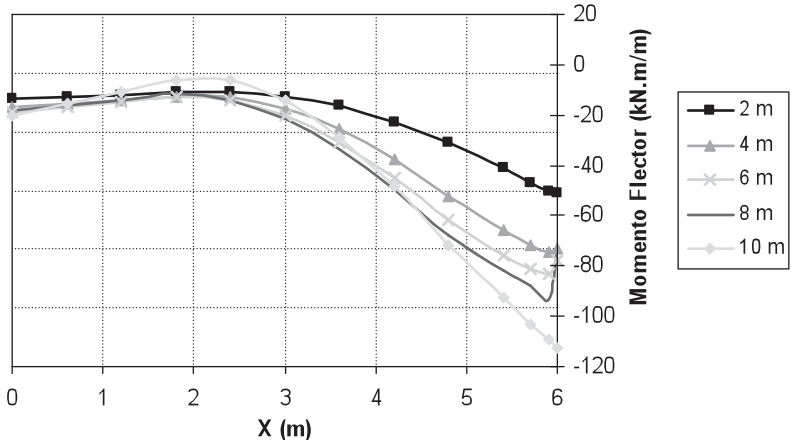


Fig. 15 – Diagrama de momentos flectores na laje de jet grouting para diferentes profundidades de escavação.

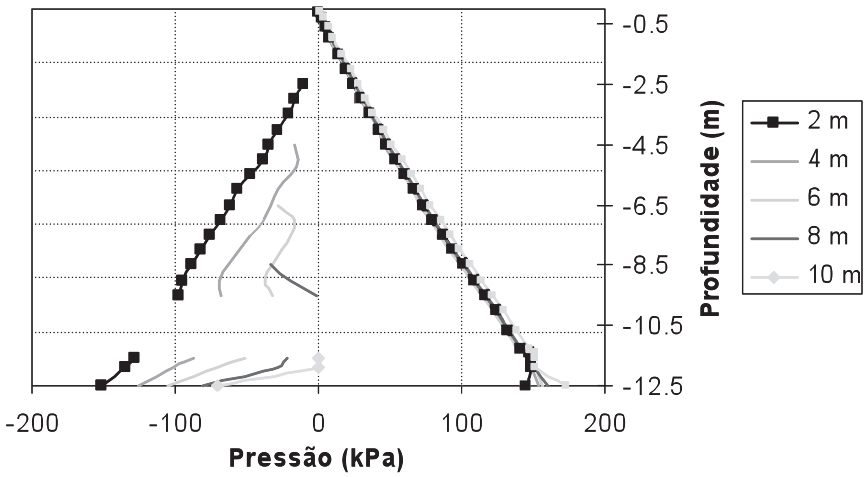


Fig. 16 – Pressão de terras na cortina para diferentes profundidades de escavação.

3.2 – Período pós-construção

Após a construção, o comportamento da obra é globalmente determinado pelos processos de consolidação associados à dissipação dos gradientes de pressões neutras estabelecidos durante a construção e à consequente prossecução no tempo do escoamento do fluído até se atingirem as condições de equilíbrio hidrodinâmico, as quais são determinadas pela diferença de carga hidráulica de 10 m entre o maciço do lado suportado e o maciço do lado escavado.

Importa referir que, na análise a longo prazo apresentada nesta secção, são mantidos, no período pós-construção, os escoramentos metálicos (três níveis de perfis tubulares de secção circular). No entanto, na construção de edifícios com pisos enterrados, é usual, como se sabe, substituir aqueles escoramentos pelas lajes dos pisos, passando estas a desempenhar a função de escoramento das paredes de contenção. Costa (2005) mostrou que esta substituição, na modelação numérica de obras deste tipo, tem implicações insignificantes nos resultados obtidos a longo prazo. Por esta razão, e por simplificação, mantiveram-se em todas as fases, após a construção, os perfis metálicos que materializam os três níveis de escoramento no presente problema.

Começando a análise pelas pressões neutras ilustradas na Figura 17, importa reter as seguintes considerações sobre os respectivos resultados:

a) até ao final da consolidação, para camadas à mesma cota do maciço, verifica-se, naturalmente, que as pressões neutras são mais elevadas no lado suportado do que no lado escavado, devido à diferença de posição do nível freático nos dois lados;

b) no solo subjacente à laje de *jet grouting*, verifica-se um aumento das pressões neutras ao longo do tempo, o que confirma a tendência de dissipação de excessos de pressão neutra negativos e o restabelecimento das condições de equilíbrio hidráulico.

Complementarmente, os resultados dos excessos de pressão neutra no maciço em diferentes instantes após a construção, ilustrados na Figura 18, permitem salientar que:

a) as variações mais significativas verificam-se no lado escavado e correspondem, como se referiu, a um aumento da pressão (diminuição do valor absoluto do excesso de pressão neutra);

b) do lado suportado, os excessos de pressão neutra evoluem em sentido contrário aos dos registados sob a escavação, cujo ligeiro aumento (em termos absolutos) confirma a diminui-

ção consequente das pressões durante a consolidação, em especial abaixo do nível da escavação, numa zona já um pouco afastada da cortina;

c) as isolinhas dos excessos de pressão neutra (coincidentes com as linhas equipotenciais) apresentam, no final da consolidação, uma forma muito regular correspondente às direcções normais em cada ponto às linhas de fluxo do escoamento permanente final.

Quanto aos níveis de tensão, a sua evolução com o processo de consolidação, registada na Figura 19, permite comprovar os seguintes factos:

a) os maiores acréscimos ocorrem sob a laje de fundo da escavação, onde praticamente todo o maciço atinge o estado crítico no final da consolidação; tal ocorrência relaciona-se directamente com a diminuição da tensão média efectiva nessa zona ao longo de todo o período pós-construção;

b) no lado suportado, verifica-se o inverso, ou seja, um decréscimo dos níveis de tensão na zona atrás da cortina, como consequência do aumento das tensões médias efectivas nesta zona, verificando-se o mesmo para zonas menos superficiais do maciço, embora com variações menos expressivas.

As pressões de terras (tensões horizontais totais) exercidas sobre as faces da cortina, no final da escavação e no final da consolidação, estão ilustradas na Figura 20. Verifica-se uma grande variação no lado escavado da cortina (abaixo do nível da laje), processando-se aumento das pressões com a consolidação. Este aumento é devido sobretudo ao aumento da pressão da água com a consolidação do lado escavado, como se viu anteriormente; este aumento da pressão da água é mais expressivo que a diminuição, que também ocorre, da tensão efectiva horizontal.

Do lado suportado, acima do nível da base de escavação, nota-se uma pequena diminuição das pressões sobre a parede. Este facto é justificado por razões contrárias ao que se passa do lado escavado: com a consolidação, processa-se nessa zona uma diminuição da pressão da água, sendo a variação contrária da tensão efectiva horizontal igualmente menos expressiva.

As curvas dos deslocamentos laterais da cortina no fim da escavação e no fim da consolidação (Figura 21) encontram-se em consonância com a evolução das pressões sobre a mesma. Por um lado, até à cota -9,0 m (aproximadamente), as variações dos deslocamentos são quase imperceptíveis, já que as pressões sobre a face da cortina do lado suportado também quase não variam. Por outro lado, as diferenças entre as duas curvas são perceptíveis a partir de cerca da cota -9 m, confirmando os pressupostos atrás apresentados relativamente à evolução das pressões de terras sobre a cortina na zona subjacente à laje. Verifica-se assim uma pequena diminuição do deslocamento da cortina no decurso da consolidação em virtude do aumento das pressões sobre a mesma do lado escavado. O deslocamento no final da consolidação é 0,27 cm menor do que no final da construção.

Nas Figuras 22 e 23 apresentam-se os deslocamentos horizontais e os assentamentos da superfície do terreno do maciço suportado, no final da construção e no final da consolidação. Verifica-se que existe um aumento dos deslocamentos horizontal e vertical com o processo de consolidação, aumentando o deslocamento horizontal máximo cerca de 1,64 cm, e o assentamento máximo aproximadamente 7,85 cm.

O deslocamento horizontal sofre apenas um ligeiro aumento, dado que depende em grande medida do deslocamento lateral da cortina, o qual se mantem quase inalterado durante a consolidação, como se viu anteriormente. Os assentamentos aumentam, em grande parte, devido à existência, a longo prazo, de um regime de escoamento permanente de água com sentido descendente, do lado suportado, o que leva ao aumento das tensões efectivas.

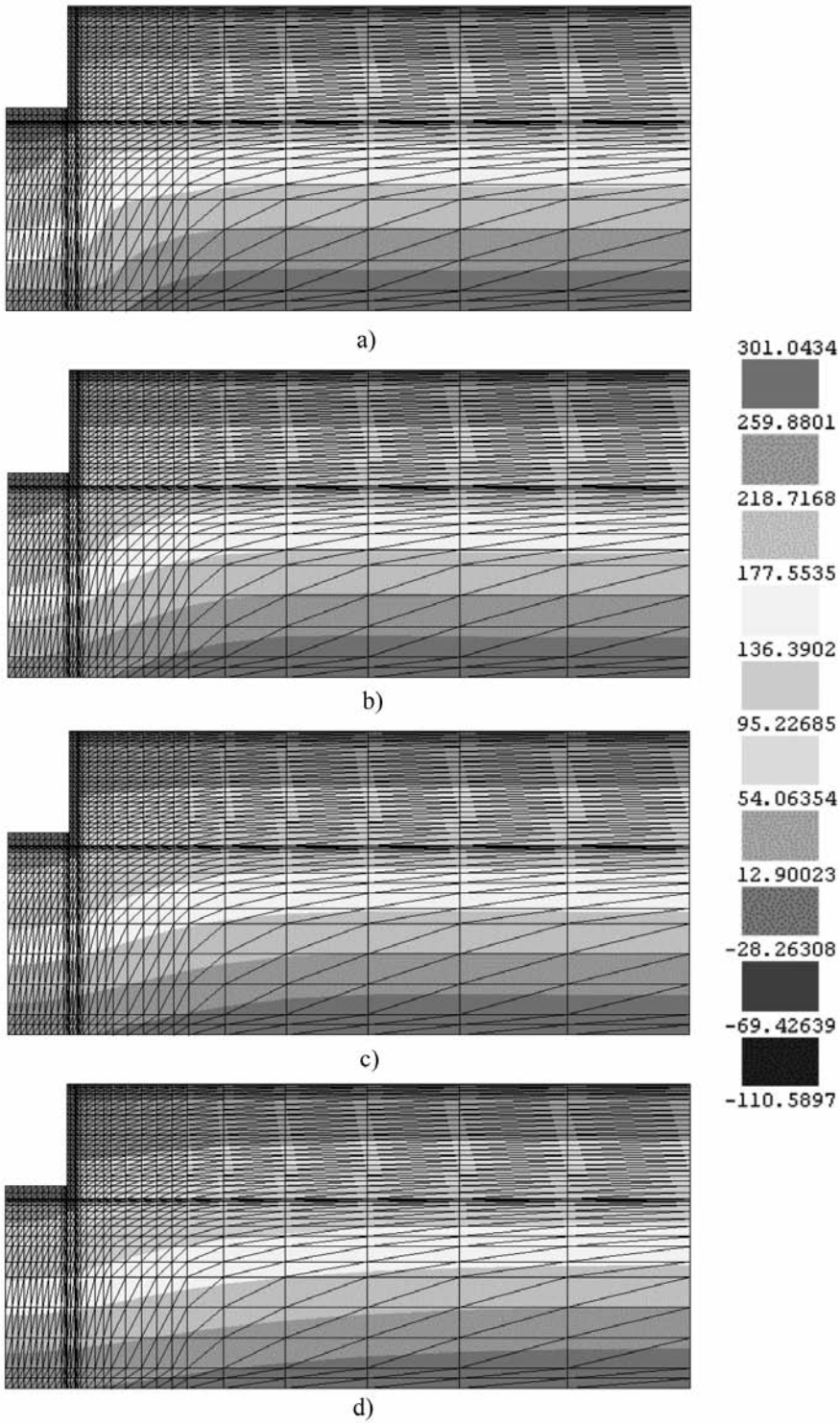


Fig. 17 – Pressões neutras no decurso da consolidação: a) no final da escavação; b) 6 meses após a construção; c) 2 anos após a construção; d) fim da consolidação.

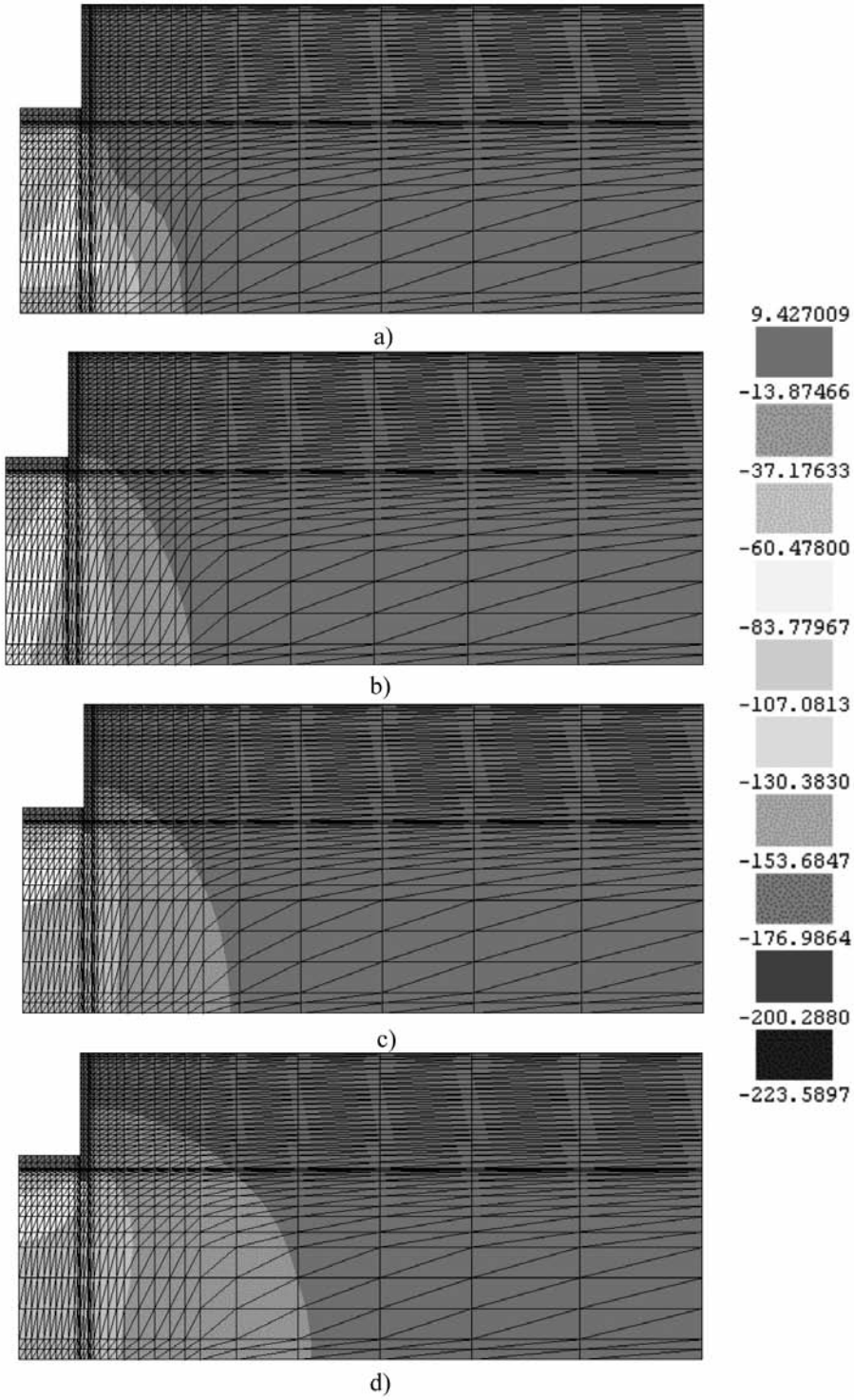


Fig. 18 – Excessos de pressão neutra no decurso da consolidação: a) no final da escavação; b) 6 meses após a construção; c) 2 anos após a construção; d) fim da consolidação.

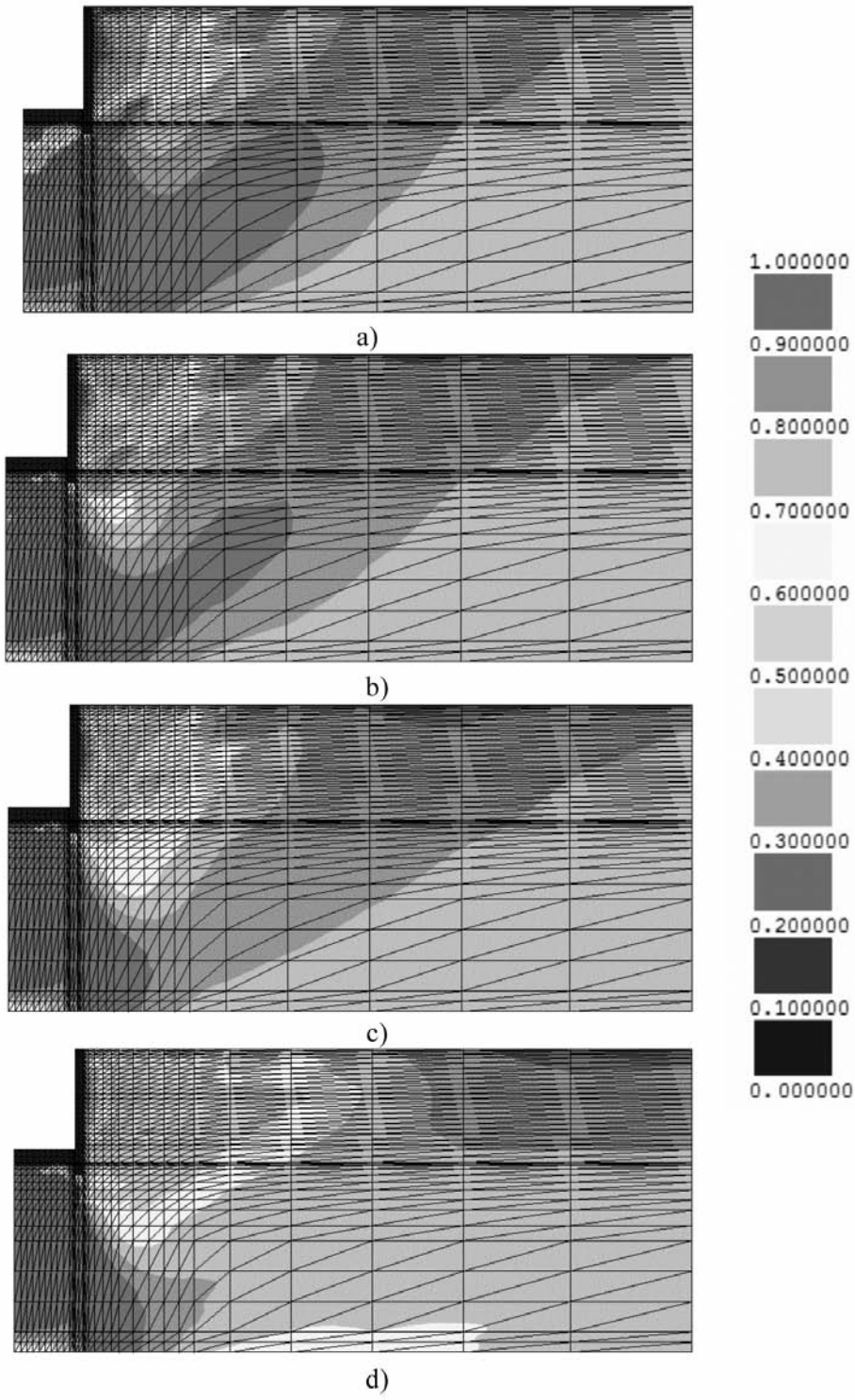


Fig. 19 – Níveis de tensão no decurso da consolidação: a) no final da escavação; b) 6 meses após a construção; c) 2 anos após a construção; d) fim da consolidação.

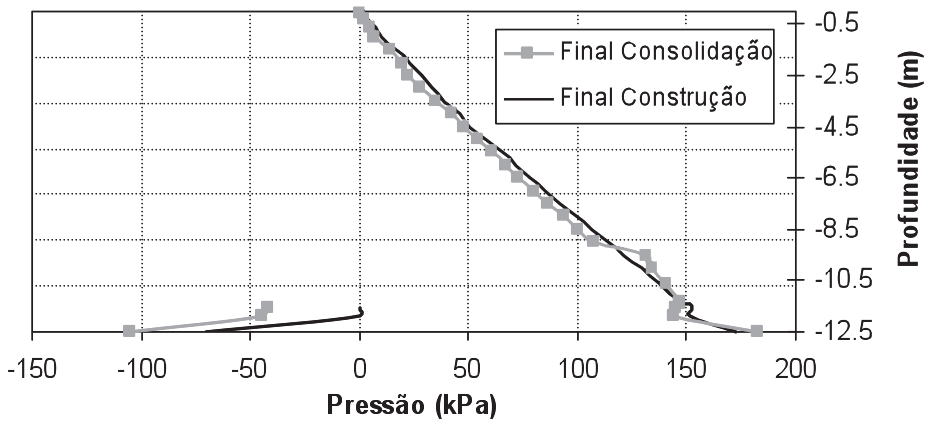


Fig. 20 – Pressão de terras sobre as faces da cortina no fim da construção e no fim da consolidação.

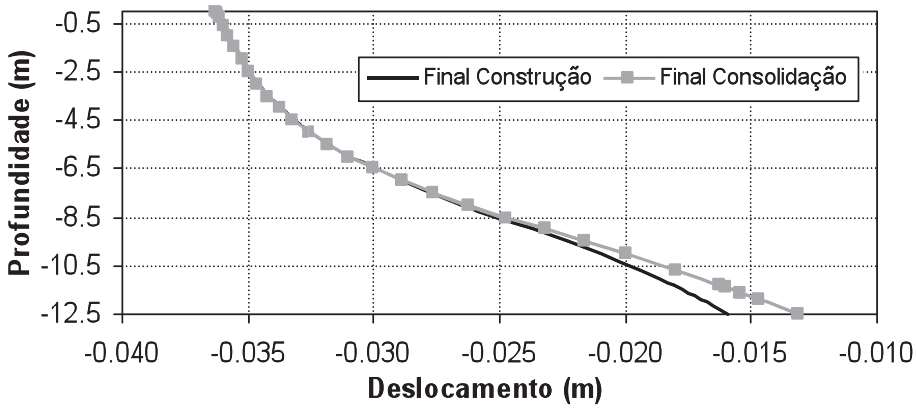


Fig. 21 – Deslocamentos laterais da cortina no fim da construção e no fim da consolidação.

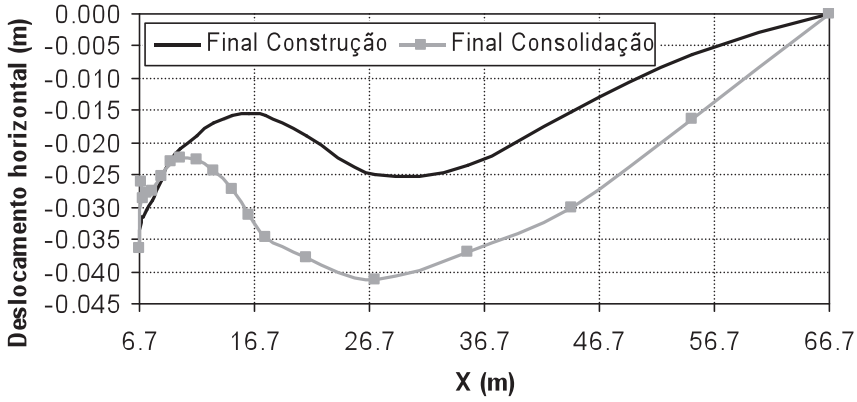


Fig. 22 – Deslocamentos horizontais da superfície no fim da construção e no fim da consolidação.

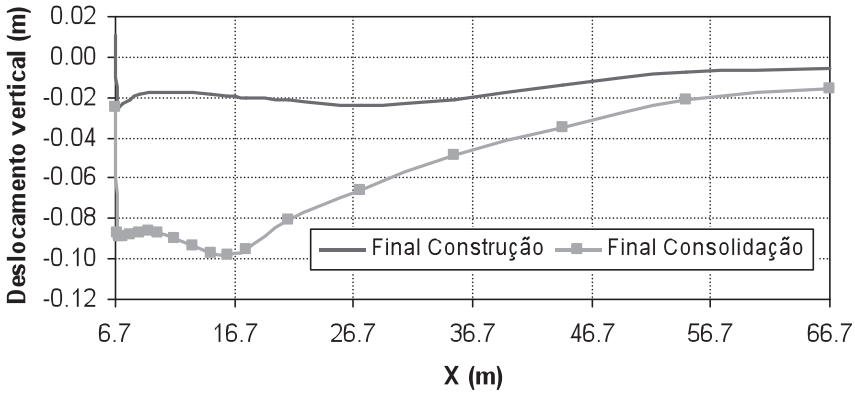


Fig. 23 – Deslocamentos verticais da superfície no fim da construção e no fim da consolidação.

O aumento do levantamento do fundo da escavação, ao longo do tempo, é retratado na Figura 24, cujo máximo é atingido junto ao eixo de simetria com valor de 7,15 cm. Este aumento relaciona-se com o já referido aumento das pressões de água (e consequente diminuição das tensões efectivas) no solo subjacente à laje.

A Figura 25 mostra os valores dos esforços axiais nos três níveis de escoramento, no final da construção e no final da consolidação. É possível constatar que só a escora do nível intermédio (escora 2, localizada à cota -4,0 m) apresenta um ligeiro incremento do esforço de compressão (aumento de apenas 4,7%). As escoras 1 e 3 sofrem, por seu turno, decréscimos nos esforços, os quais também se traduzem em pequenas variações, de cerca de 2,9% e 3,6%, respectivamente. Estes resultados estão em concordância com os registados relativamente ao deslocamento lateral da cortina (Figura 21), os quais também são reduzidos, e igualmente se ficam a dever ao facto de as pressões de terras sobre a cortina do lado suportado se manterem quase inalteradas, ao longo da consolidação (Figura 20).

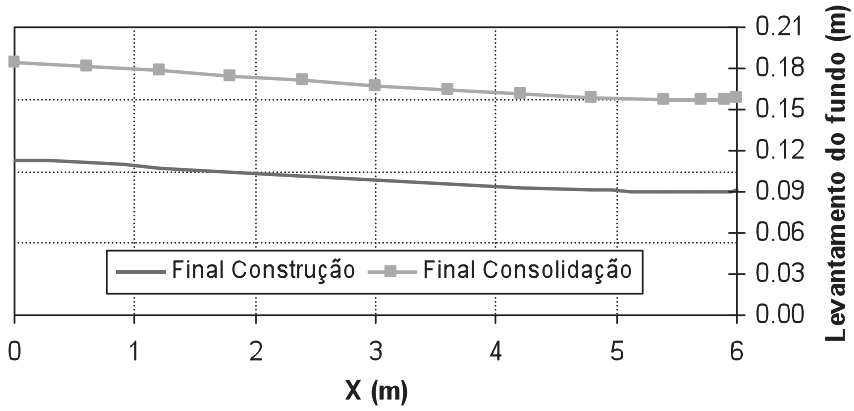


Fig. 24 – Levantamento do fundo da escavação no fim da construção e no fim da consolidação.

Os esforços de flexão na cortina, no final da construção e a longo prazo, ilustram-se na Figura 26. Até cerca dos 9,0 m de profundidade, há um aumento dos momentos na cortina com o decorrer do tempo, o qual é mais visível na zona a meio vão. Verifica-se, igualmente ao nível da cota da laje de jet grouting, uma redução dos momentos na cortina no decurso do mesmo período.

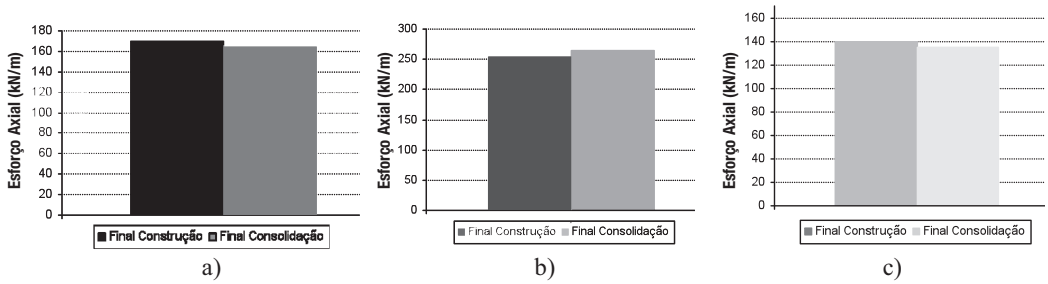


Fig. 25 – Esforços axiais nos escoramentos no final da construção e no final da consolidação: a) escoramento1; b) escoramento 2; c) escoramento 3.

Estas variações estão relacionadas com o aumento, com a consolidação, das pressões sobre a cortina do lado escavado, abaixo da laje (Figura 20). Este aumento provoca a diminuição dos momentos "de encastramento" (ao nível da laje de *jet grouting*), determinando, em consequência, por razões de equilíbrio (já que as pressões sobre a cortina, acima da base da escavação, não variam significativamente), o aumento do momento máximo de sinal contrário à profundidade de aproximadamente 6,5 m.

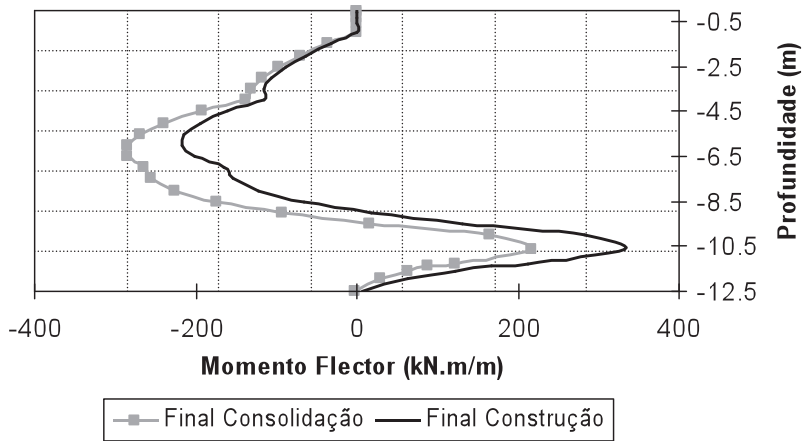


Fig. 26 – Diagramas de momentos flectores na cortina no final da construção e no final da consolidação.

A Figura 27 mostra que, com a consolidação, o esforço de compressão na laje de *jet grouting* diminui. Este facto deve se sobretudo ao aumento, com a consolidação, das pressões de terras (tensão horizontal total) na face da cortina do lado escavado, como analisado anteriormente, o que provoca a diminuição da carga que a parede transfere para a laje.

A Figura 28 mostra que, durante a consolidação, o valor absoluto do momento flector na laje de *jet grouting* aumenta, em geral, aumentando o seu valor máximo (nas extremidades da laje) de cerca de 33%.

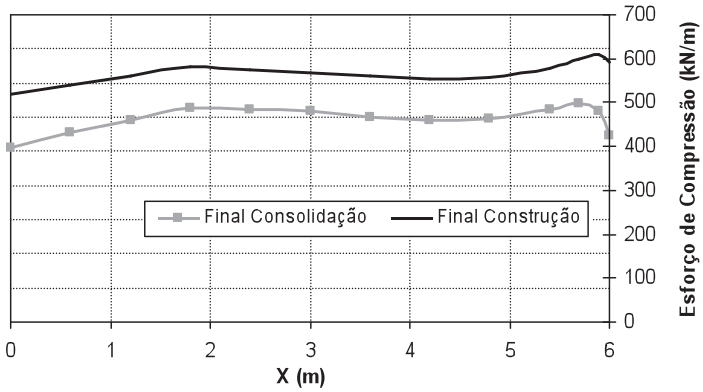


Fig. 27 – Diagramas de esforços de compressão na laje de fundo no final da construção e no final da consolidação.

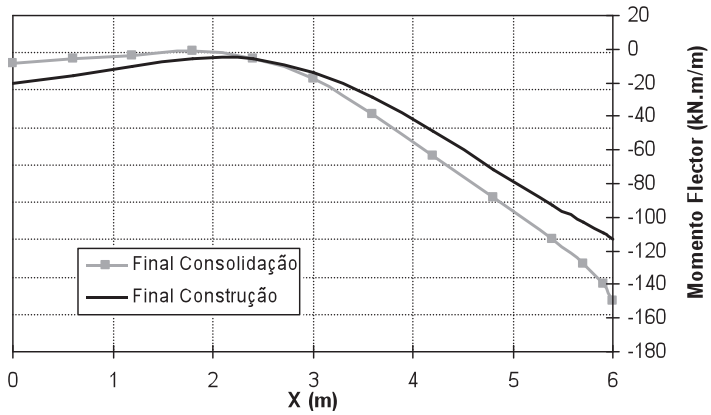


Fig. 28 – Diagrama de momentos flectores na laje no final da construção e no final da consolidação.

4 – CONCLUSÕES

Utilizando um programa de elementos finitos, analisou se uma escavação escorada em solo mole, reforçada na base com laje de *jet grouting*. Da análise dos resultados, várias conclusões podem ser destacadas.

(1) A escavação gera valores dos excessos de pressão neutra praticamente negativos em todo o maciço, sendo os mesmos, em termos absolutos, mais elevados no maciço subjacente à escavação.

(2) O processo de escavação provoca um elevado incremento das tensões de corte, principalmente nas zonas abaixo da extremidade inferior da cortina, quer do lado escavado quer do lado suportado, as quais têm maior significado à medida que a escavação progride.

(3) Os níveis de tensão aumentam consideravelmente com o decurso da escavação, apresentando valores significativos, no final da escavação, abaixo do pé da parede. Do lado suportado, no decurso da consolidação, os níveis de tensão diminuem, principalmente acima do nível da base de escavação, devido ao aumento da tensão média efectiva nessa zona.

(4) Os deslocamentos horizontais da cortina, em todas as fases de escavação, têm o valor máximo na extremidade superior e diminuem em profundidade, apresentando valores bastante mais reduzidos do que em obras similares sem reforço de fundo.

(5) O levantamento do fundo da escavação apresenta o seu valor máximo junto ao eixo de simetria, tendo no final da escavação uma grandeza significativamente superior à dos assentamentos máximos na superfície do maciço suportado. Na proximidade da cortina, o movimento ascendente é menor, justificado pela mobilização das tensões tangenciais nas interfaces solo-parede. O levantamento do fundo da escavação aumenta com o decurso da consolidação devido ao aumento das pressões de água (e consequente diminuição das tensões efectivas) no solo subjacente à base de escavação.

(6) As pressões de terras na face da cortina do lado escavado aumentam com a consolidação; este facto está relacionado com o aumento da pressão da água nessa zona, facto que influencia igualmente a variação dos momentos flectores na parede no período pós construção.

5 – REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Borges, J. L. (1995) – *Aterros sobre Solos Moles Reforçados com Geossintéticos. Análise e Dimensionamento.* Dissertação de Doutoramento, Faculdade de Engenharia, Porto.

Borges, J. L.; Cardoso, A. S. (1998) – Simulação numérica do modelo de estados críticos (p,q,θ) em aterros sobre solos moles. Revista Geotecnia, nº 84, pp. 39-63.

Borges, J. L.; Cardoso, A. S. (2000) – Simulação numérica dos processos de consolidação em aterros sobre solos moles. Revista Geotecnia, nº 89, pp. 57 75.

Britto, A. M.; Gunn, M. J. (1987) – *Critical State Soil Mechanics via Finite Elements.* Ellis Horwood Limited, England.

Costa, P. (2005) – *Escavações escoradas em solos argilosos moles. Análise do comportamento considerando os efeitos da consolidação.* Dissertação de Mestrado, FEUP, Porto.

Eide, O.; AAS, G; Josang, T. (1972) – Special application of cast in place walls for tunnels in soft clay in Oslo. Proc. 5th Europ. Conf. Soil Mech. Found. Eng., Madrid, Vol. 1, p. 485 498.

Finno, R. J.; Harahap, I. S.; Sabatini, P. J. (1991) – Analysis of Braced Excavations with Coupled Finite Element Formulations. Computers and Geotechnics, Vol. 12, Nº 2, pp. 91 114.

Lewis, R. W.; Schrefler, B. A. (1987) – *The Finite Element Method in the Deformation and Consolidation of Porous Media.* John Wiley and Sons, Inc., New York.

Matos Fernandes, M. (1983) – *Estruturas Flexíveis para Suporte de Terras. Novos Métodos de Dimensionamento.* Dissertação de Doutoramento, FEUP.

O' Rourke T. D. (1992) – Base Stability and Ground Movement Prediction for Excavations in Soft Clay. Proc. International Conference on Retaining Structures, Cambridge, UK.

Pinto, R. G. (2008) – *Sistemas Construtivos de Estruturas de Contenção Multi Apoiadas em Edifícios.* Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil, FEUP.